

真空预压土体强度增长计算方法

刘 锋^{1,2}, 余湘娟^{1,2}, 倪小东^{1,2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098;
2. 河海大学岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘要:为了探究在土体强度增长计算中有效应力法和有效固结压力法之间的联系,以某工程真空预压处理软土地基为背景,结合现场监测数据,用有效应力法和有效固结压力法分别计算折减系数 η 和强度增长率 K ,并与现场实测的土体强度增长值进行对比,以验证利用真空预压法处理的软土地基土的强度增长规律。结果表明:两种方法计算的 η 与 K 均呈一次线性关系, K 随 η 的增加而增加,并且二者随着土体深度的增加有递增趋势。

关键词:土体强度增长;真空预压;影响系数;有效应力法;有效固结压力法

中图分类号: TU470 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-7647(2012)06-0056-04

Method for calculating strength growth of soft foundation with vacuum preloading treatment//LIU Feng^{1,2}, YU Xiangjuan^{1,2}, NI Xiaodong^{1,2} (1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: In order to analyze the relationship between the effective stress method and the effective consolidation pressure method, taking soft foundation with vacuum preloading treatment as an example, reduction coefficient η and strength growth rate K were calculated using these two methods, respectively. The calculated values were compared with the measured value, and the rule of soil strength growth for soft foundation after vacuum preloading was disclosed. It can be concluded that η and K calculated by these two methods are in a linear relationship, K is increasing with η , η and K are increasing with the depth of the soil foundation.

Key words: soil strength growth; vacuum preloading treatment; influencing factor; effective stress method; effective consolidation pressure method

强度是土的重要力学性质之一,由于土的成因、应力历史及周围环境不同,受荷载以后的反应亦各不相同,且随着时间而改变^[1]。对软土地基进行处理以提高土体强度的方法很多,最有效的办法就是通过加载预压使软土压密固结,提高地基的强度^[2]。真空预压法在工程上应用广泛,技术经济合理,是行之有效的软土地基处理方法,尤其适用于深厚软弱地基^[3],加固后土体强度增长的计算方法很多。姜炎^[4]提出了综合影响系数法,阐述了折减系数 η 作为剪切变形因素对强度产生的影响,并考虑真空预压的特殊作用,研究真空预压中软黏土不排水剪切强度的增长。目前工程上常用有效应力法和有效固结压力法计算强度增长,但这两种方法的计算结果偏差较大。本文结合实际工程分别使用这两种方法计算折减系数 η 和强度增长率 K ,以评价土体强度变化规律。

1 土体强度增长计算方法

真空预压法加固时,考虑了由于剪切而引起的强度衰减后地基中某一时刻的抗剪强度 τ_{ct} :

$$\tau_{ct} = \eta(\tau_0 + \Delta\tau_{ct}) \tag{1}$$

式中: τ_0 为加固前的抗剪强度; $\Delta\tau_{ct}$ 为由于固结而增长的抗剪强度增量; η 为考虑剪切变形及其他因素对强度影响的折减系数。

由固结引起的强度增量 $\Delta\tau_{ct}$ 的计算方法很多,本文主要考虑两种方法。

a. 有效应力法。计算公式为

$$\Delta\tau_{ct} = \Delta\sigma'_1 \frac{\sin\varphi' \cos\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = K\Delta\sigma'_1 \tag{2}$$

式中: $\Delta\sigma'_1$ 为地基中产生的有效应力增量,在真空预压中即为负的孔隙水压力增量; φ' 为有效内摩擦角; K 为强度增长率。

将式(2)代入式(1)得

$$\tau_{ct} = \eta(\tau_0 + K\Delta\sigma'_1)$$
 (3)

b. 有效固结压力法。计算公式为

$$\Delta\tau_{ct} = U_l\Delta\sigma_z\tan\varphi_{cu} = KU_l\Delta\sigma_z$$
 (4)

式中: $\Delta\sigma_z$ 为地基中某点的附加应力; U_l 为地基中某点完工时刻的固结度; φ_{cu} 为固结不排水三轴试验得到的内摩擦角。

将式(4)代入式(1)得

$$\tau_{ct} = \eta(\tau_0 + KU_l\Delta\sigma_z)$$
 (5)

2 工程概况

某工程的拟建场地位于长江三角洲冲积平原,全境地势平坦,自东北向西南略呈倾斜,东部为沿江平原,西部为低洼圩区。经勘察该场地深度 65.42 m 范围内地基土属第四纪上更新世及全新世沉积物,主要由黏性土、粉性土和砂土组成。按其沉积年代、成因类型及其物理力学性质的差异,该场地土层划分如表 1 所示。

由于该区域软土层很厚,强度较低,如不进行基础处理,不能满足上部结构的荷载要求。经设计采用真空预压法加固该工程区域软土地基,预压荷载为 80 kPa(即真空预压值),以 SPB100-C 型塑料排水板为排水通道,间距 1 m,正方形布置,施打深度约为 18 m。根据设计要求,工程预压时间为 3 个月,连续 10 d 的日平均沉降不大于 2 mm 即可卸载,加固后淤泥及淤泥质土层的平均固结度达到 85% 以上,各土层承载力标准值不小于 100 kPa。

3 现场监测成果分析

图 1 是 c1 ~ c6 沉降板的累计沉降值随时间的变化,其中 c3 和 c4 是施工区域的中间断面。在真空预压的第 1 个月,累计沉降值随时间下降幅度较大,这是由于土颗粒之间的直接有效作用增加,土体颗粒密实,从而产生较大的沉降^[5];随后沉降量变小,曲线变缓,此时真空荷载已不足以使软土地基产生更明显的沉降。为缩短工程的总工期,业主要求提前铺设 30 cm 厚的中粗砂垫层,砂堆从工程区域的中部往两边推平。在砂堆荷载作用下地基土层产

生新的沉降,沉降曲线出现台阶,其中中间断面的沉降板(c3,c4)沉降量最大,且明显大于其他沉降板。

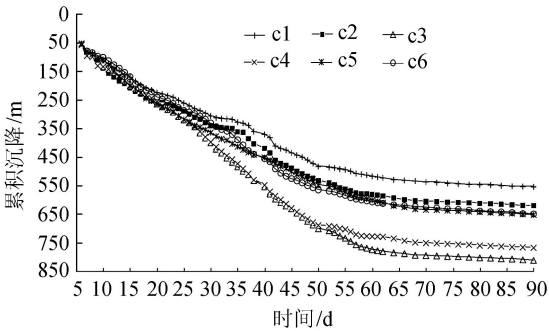


图 1 累积沉降与时间的关系

真空预压处理方法是将大气作为荷载,通过真空负压向深土层传递,本工程的深层真空度曲线如图 2 所示。开始抽真空时,膜下真空度上升很快,1 个月以后基本趋于稳定。深层真空度体现了竖向排水体中真空压力向深层传递,使加固区域形成网状真空度^[6],竖向排水体中的真空度通过土体的孔隙沿横向传递,使整个加固区域形成一定的真空度。从图 2 可看出,在抽真空的初期塑料排水板中的真空度迅速增加,沿深度递减^[7]。预压期间因为天气或施工的因素造成了土工膜破坏,压力值急剧下降,通过及时修补后压力值迅速得以恢复。类比分层沉降数据可以发现,该区深层土体处在真空压力影响范围内。

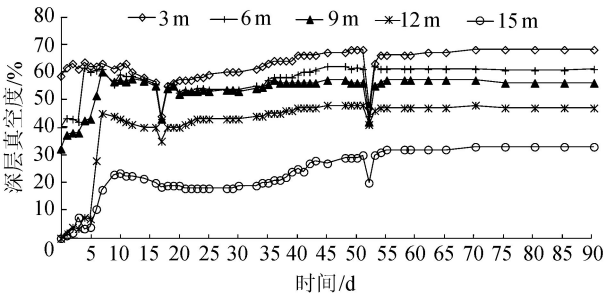


图 2 深层真空度与时间的关系

孔隙水压力变化可反映真空预压过程中地下水的渗流变化及有效应力的增加程度。从观测数据看,随着抽真空的进行,同一土体深度孔隙水压力逐渐减小,孔隙水压力消散后有效应力的提高量越大;不同土体深度,孔隙水压力由浅至深逐渐增大,增加

表 1 各土层的物理力学性质

土 层	厚度/m	含水率/%	密度/ (g · cm ⁻³)	饱和度/%	孔隙比	液限/%	塑限/%	三轴试验		压缩试验	
								黏聚力/ kPa	内摩擦角/ (°)	压缩系数/ MPa ⁻¹	压缩模量/ MPa
素 填 土	1.7	32.8	1.88	96	0.93	38.0	21.6	21	16.0	0.41	4.72
粉质黏土	1.2	39.1	1.78	94	1.13	37.2	20.8	12	18.0	0.56	3.83
淤泥质粉质黏土	4.3	42.5	1.81	100	1.16	42.0	22.9	13	20.0	0.57	3.76
淤泥质黏土	7.7	50.1	1.71	98	1.41	40.3	22.9	11	12.5	1.02	2.36
粉质黏土	>30	42.8	1.78	98	1.20	41.7	22.7	16	13.0	0.83	2.65

趋势逐渐变缓^[8],由于真空压力影响由浅至深发生衰减。预压1个月后,孔隙水压力增加,是受到铺设砂垫层时砂堆的荷载作用影响,随后,孔隙水压力曲线趋于平缓,卸载后孔隙水压力迅速回升。

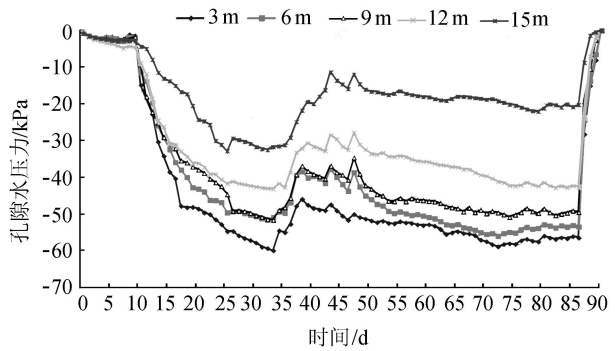


图3 孔隙水压力与时间的关系

4 两种方法比较

表2和表3为有效应力法和有效固结压力法计算的地基强度增长与工程区域软土地基加固后实测剪切强度的比较。采用式(1)计算 η 值,表中天然强度为该地基加固前十字板剪切强度,实测强度是加固后十字板剪切强度;有效应力 $\Delta\sigma'_1$ 取各深度实测的负孔隙水压力增量值;附加应力 $\Delta\sigma_z$ 取砂井中各深度实测的真空压力值; U_t 为相应土层达到的固结度。由表2可以得出: $\Delta\sigma'_1$ 和 $\Delta\sigma_z$ 随着深度逐渐减小,两种方法所计算的土的抗剪强度 $\Delta\tau_{cl}$ 随土体深度逐渐减小, η 随土体深度呈小幅增大趋势,其值在1.0~1.5之间;在同一土体深度,用有效固结压力法计算的 η 值略偏大,有效固结压力法计算的土体强度增长值接近于实测的土体强度变化。由于十字板实测强度值由拟合方程计算而得,结果偏小^[9],因此计算的 η 也偏小。

由表2可看出:相同土体深度两种方法计算得到的强度增长率 K 大小相接近,在0.4~0.6之间,并且随土体深度增加呈增加趋势^[10],最大值出现在12m处。

地基加固后土层强度增长规律与土体本身的性质有关。由表3各土层强度增长量可知该区域淤泥

质黏土加固后土体强度增加幅度最大,其下伏土层为强度较高的粉质黏土,加固后土体强度增加幅度最小。

表3 各土层强度变化量

土 层	加固前 强度/kPa	加固后 强度/kPa	强度 增量/kPa	增长比例 /%
素 填 土	22.30	45.52	23.22	104.1
粉质黏土	21.23	46.04	24.81	116.9
淤泥质粉质黏土	13.54	36.27	22.73	167.9
淤泥质黏土	14.42	40.05	25.63	177.7
粉质黏土	30.43	43.31	12.88	42.3

将表2和表3中同一土体深度的 η 与 K 值进行对比,可以得到图4的关系曲线。图4中 η 与 K 随土体深度近似呈一次线性关系, K 随 η 的增加而增加。

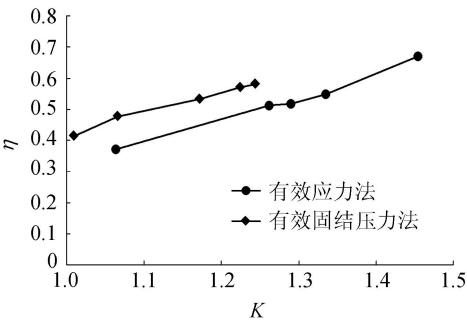


图4 有效应力法和有效固结压力法计算的 η 与 K 的关系

5 结 论

- a. 分析监测结果,预压初期,累计沉降值随时间下降幅度较大,第一个月累积沉降约为总沉降量的60%,前两个月沉降量达到90%以上,这是真空负压使土体压缩固结的结果,土体强度也不断增加。
- b. η 随土体深度呈小幅增大趋势;在同一土体深度,用有效固结压力法计算的 η 值略偏大,其值在1.0~1.5之间。
- c. 在相同土体深度两种方法计算得到的强度增长率 K 值大小接近,在0.4~0.6之间,并且都随土体深度增加。
- d. 两种方法计算的 η 与 K 呈一次线性关系, K 随 η 的增加而增加。

表2 两种方法计算的 η 与 K 比较

计算深度/ m	天然强度/ kPa	实测强度/ kPa	强度增量/ kPa	有效应力法				有效固结压力法				
				$\Delta\sigma'_1/\text{kPa}$	$\Delta\tau_{\text{ct}}/\text{kPa}$	η	K	$\Delta\sigma_z/\text{kPa}$	U_t	$\Delta\tau_{\text{ct}}/\text{kPa}$	η	K
3	23.30	46.63	23.33	56.39	22.94	1.01	0.41	68	0.92	20.59	1.06	0.37
6	20.14	48.57	28.43	53.37	21.32	1.17	0.53	61	0.85	16.25	1.33	0.55
9	12.78	36.35	22.97	49.39	21.35	1.07	0.47	56	0.82	16.04	1.26	0.50
12	15.56	39.86	25.10	42.60	17.01	1.22	0.59	47	0.77	11.85	1.45	0.69
15	29.38	41.12	11.74	20.20	13.72	1.24	0.58	33	0.68	2.51	1.29	0.52

参考文献:

[1] 殷宗泽,余湘娟,王媛,等. 土工原理[M]. 北京:中国水利水电出版社,2007.

[2] 吴春勇. 真空联合堆载预压软土路基稳定控制与沉降预测[D]. 长春:吉林大学,2004.

[3] 王孝存,周健,贾敏长. 不同堆载方法在软基堆载预压中的稳定性分析[J]. 地下空间与工程学报,2005, 1(2):299-301.

[4] 娄炎. 真空排水预压法加固软土技术[M]. 北京,北京人民交通出版社,2002.

[5] 彭劼,刘汉龙,陈永辉. 真空-堆载联合预压法加固机理讨论[J]. 河海大学学报:自然科学版,2008,31(5): 560-562.

[6] 朱群峰,高长胜,杨守华,等. 超软淤泥地基处理中真空度传递特性研究[J]. 岩土工程学报,2010,32(9): 1432-1433.

[7] 任志福. 真空预压法加固软土地基机理相关问题的探讨[J]. 建筑科学, 2008,24(3):43-44.

[8] 李宁,吴跃东,左文荣,等. 真空-堆载联合预压法加固软基效果的理论研究[J]. 水运工程,2008,8(12):233-234.

[9] 向臻锋. 真空联合堆载预压法加固机理及稳定性研究[D]. 长沙:湖南大学,2007.

[10] 祝峻. 地基固结过程中软土抗剪强度增长评价[D]. 杭州:浙江大学,2010.

(收稿日期:2012 - 03 - 16 编辑:周红梅)

(上接第 37 页)

俄罗斯最多(20 座)。世界高坝大库工程主要位于亚洲、欧洲、北美洲国家,而非洲、大洋洲国家高坝大库工程建设较少。高坝大库工程主要分布在水资源丰富、国土面积广、人口众多、经济与科技发达的地区。

c. 高坝的坝型通常是混凝土拱坝、堆石坝和混凝土重力坝。有 52 座大库工程是由 100 m 级以上高坝兴建而成,这些高坝多为混凝土重力坝、堆石坝和混凝土拱坝;其余 48 座则是由一系列的土坝围成,或是主坝为混凝土重力坝的混合坝兴建形成。

d. 高坝大库工程基本上建成于 1945 年之后。美国最早建设高坝大库工程,目前世界高坝大库的建设中心已转移至中国,已建最高的混凝土拱坝、最高的混凝土面板堆石坝、最高的碾压混凝土重力坝都位于中国。

参考文献:

[1] International commission on large dams. World register of dams [EB/OL]. [2011-11-17]. http://www.icold-cigb.net/GB/World_register/general_synthesis.asp.

[2] 赵纯厚,朱振宏,周端庄. 世界江河与大坝[M]. 北京:中国水利水电出版社,2000.

[3] 贾金生,袁玉兰,李铁洁. 2003 年中国及世界大坝情况[J]. 中国水利,2004(13):25-33.

[4] List of countries by population in 2010 [DB/OL]. [2011-12-16]. http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_countries_by_population_in_2010.

[5] FAO. Review of world water resources by country [R]. Rome: FAO,2003.

[6] 张利平,夏军,胡志芳. 中国水资源状况与水资源安全问题分析[J]. 长江流域资源与环境,2009,18(2):116-120.

[7] 贾金生,袁玉兰,马忠丽. 2005 年中国与世界大坝建设情况[C]//水电 2006 国际研讨会论文集. 昆明:中国

水利水电科学研究院,2006.

[8] 周建平,杨泽艳,陈观福. 我国高坝建设的现状和面临的挑战[J]. 水利学报,2006,37(12):1433-1438.

[9] 杨泽艳,周建平,蒋国澄,等. 中国混凝土面板堆石坝的发展[J]. 水力发电,2011,37(2):18-23.

[10] 阿萨林 A E. 俄罗斯的水资源及其利用[J]. 赵秋云,译. 水利水电快报,2008,29(5):1-4.

[11] FAO. Review of world water resources by country [R]. Rome: FAO,2003:19-22.

[12] 何学民. 我所看到的美国水电:美国密西西比水系的综合开发及其借鉴意义[J]. 四川水力发电, 2007,26(3):117-121.

(收稿日期:2012 - 02 - 21 编辑:骆超)

(上接第 30 页)

[10] 朱百里,沈珠江. 计算土力学[M]. 上海:上海科学技术出版社,1990.

[11] 罗刚,张建民,沈珠江. 紫坪铺混凝土面板堆石坝三维应力位移分析[J]. 水力发电学报, 2002, 24(1): 13-18.

[12] 刘芳,张丙印,沈珠江,等. 西龙池下库沥青混凝土面板堆石坝的应力变形分析[J]. 水力发电学报, 2003, 83(4):31-38.

[13] 高希章,杨志宏. 紫坪铺水利枢纽工程混凝土面板堆石坝设计[J]. 水利水电技术,2002,33(11):14-17.

[14] 李桂芳,谭志军. 双沟水电站面板堆石坝反演计算分析[J]. 吉林水利,2009,11(3):13-15.

[15] 吴兴征,周晓光,徐泽平. 鱼跳混凝土面板堆石坝三维静力应力变形分析[J]. 中国水利水电科学研究院学报,2003,1(1):75-80.

[16] 潘家军,费胜. 混凝土面板堆石坝三维非线性有限元应力变形分析[J]. 水电能源科学,2007,25(2):39-42.

[17] 张丙印,李全明,熊焰,等. 三峡茅坪溪沥青混凝土心墙堆石坝应力变形分析[J]. 长江科学院院报,2004,21(2):18-21.

(收稿日期:2012 - 02 - 17 编辑:周红梅)